

Porovnanie zakladania násypov na hĺbkových základoch, metód urýchlenia konsolidácie a zlepšovania základovej pôdy s metódou prefabrikovaných vertikálnych drénov Membradrain

Objednávateľ: Chémia – Servis, s.r.o., Bratislava

Zhotoviteľ : prof. Ing. M. Matys, PhD.

Spolupráca : Mgr. B. Prelovský, Cofra - Chémia, s.r.o., Bratislava

apríl 2 0 0 4

1. Úvod

Na základe písomnej objednávky Chemia servis s.r.o. Bratislava č. 9-2004, som v posudku prisľúbil posúdiť a porovnať metódy urýchlenia konsolidácie a zlepšovania základovej pôdy s metódou prefabrikovaných vertikálnych drénov typu Membradrain. V posudku sa budem zaoberať možnou alternatívou zhotovovania dopravných konštrukcií v zložitých geologických pomeroch nielen na hĺbkových základoch, ale aj na efektívnejších alternatívach zlepšovania podložia základovej pôdy alebo konsolidačnými technológiami. V závere posudku sa stručne zmienim o spôsoboch budovania vyľahčených násypov, resp. na násypoch budovaných z ľahkých stavebných hmôt, nakoľko aj to je jeden z budúcich smerov budovania spoľahlivých a bezpečných násypov komunikácií.

2. Použité podklady k vypracovaniu posudku

K posudku som použil podklady uvedené v záverečnej kapitole č. 11 Literatúra. Okrem toho som použil poznatky, ktoré som získal počas svojej dlhoročnej odbornej spolupráce s praxou, účasťami na významných zahraničných európskych i regionálnych konferenciách Medzinárodnej spoločnosti mechaniky zemín a geotechnického inžinierstva i štúdiom literatúry.

3. Pilótové základy

Existuje veľmi mnoho metód hĺbkového zakladania. Medzi najstaršie patrí zakladanie na pilótach, základových studniach, prvkoch podzemných stien a kesónové zakladanie. Najrozšírenejšie z hĺbkových základov je zakladanie na pilótach. Ak nespomeniem ich známe delenie podľa použitého materiálu, zaťaženia, prierezových rozmerov resp. priemeru, ktoré sú známe a spracované napr. u nás v dostupnej literatúre [1, 2], tak sa budem zaoberať takými pilótovacími technológiami, ktoré sú najrozšírenejšie, resp. majú isté prednosti oproti iným pilótovacím technológiám. Nejestvuje taká pilótovacia technológia, ktorá je univerzálna a najvhodnejšia v akýchkoľvek geologických podmienkach, v rôznych podmienkach prístupnosti staveniska, potrebného hĺbkového dosahu, požadovanej únosnosti (zvislých alebo aj iných zaťažení - vodorovné, momentové, dynamické a pod.) predpísanej deformácii (sadnutiu) a pod. Jednak by som podľa zhotovovania pilót rozlíšil a uprednostňoval tie, ktoré určitým spôsobom vylepšujú mechanické vlastnosti okolitého prostredia a tým aj zvyšujú

hodnotu plášťového trenia, zvyšujú únosnosť pilót a znižujú ich sadanie. Z tých technológií môžem spomenúť napríklad tryskovú (prúdovú) injekť, mikropilóty (koreňové), pilóty Franki, krátke veľkopriemerové pilóty so spevnenou päťou a rad ďalších.

O technológiách je možné podrobnejšie informácie získať z odborných publikácií a konferenčných zborníkov napr. [3, 4,5,6] a rôznych prospektov jednotlivých špecializovaných firiem, z nich v Európe sú azda najznámejšie firmy Keller, Bauer, Solétanche a iné.

3.1 Vrtané pilóty

Najpoužívanejšie sú pilóty vrtané rôznymi technológiami. Najviac sa používajú vrtané pilóty pažené oceľovými pažnicami (pomocou vrtnej hlavy, alebo pažiaceho zariadenia) alebo pažené vodným alebo ílovým (bentonitovým) výplachom (príloha 1, 2, 3) Niektoré firmy vyrábajú univerzálne vrtné súpravy, ktoré vzhľadom na geologické pomery môžu aplikovať najoptimálnejšiu technológiu vrtania, jedna z takýchto univerzálnych súprav je v prílohe 4 podľa [7]. V ostatnom čase sa veľmi rozširuje veľmi efektívna metóda zhotovovania vrtaných pilót „nekonečnou Archimedovou špirálou“ (Continuous Flight Auger CFA). Takýto priebežný špirálový vrták sa zavrtáva do podložia bez potreby vyťahovania vrtného náradia. Materiál sa vynáša na povrch terénu špirálou. Po dosiahnutí potrebnej hĺbky založenia sa dutým jadrom vrtáka k päte pilóty privádza betónová zmes pod tlakom. Tým dochádza k vyplneniu a zhutneniu pilóty od jej päty až po povrch terénu. Urobil som na lokalite Dlhé diely časovú snímku zhotovenia jednej takejto pilóty cca 10 m dlhej. Celý technologický postup navrtania, zabetonovania pilóty a zavibrovanie armokoša do pilóty i s presunom pilótovacej súpravy trval od 10 – 12 minút. Nevýhoda takejto súpravy je však jej mohutnosť, výška vodiacej Kellyho tyče (až do 20 m i viac v prípade potreby) t.j. súprava vyžaduje pripravenú vodorovnú pracovnú pláň. Príklady takéhoto zhotovovania kontinuálnych pilót sú v prílohách 3 až 7. Pilóty pod označením CFA alebo Starsol používajú všetky renomované firmy v zakladaní stavieb napr. Keller, Bauer, Soletanche, Trevi, Soilmec a iné. Stručný návod na ich statický návrh uvádza napr. [8].

3.2 Pilóty predrážané – systém Franki

Tieto pilóty sa zhotovujú predrážaním baranidla dopadajúceho na betónovú zmes v päte pažnice a jej postupným zabanením až do potrebnej úrovne. Po osadení armokoša sa pilóta zabetónuje a pažnica vytiahne. Ak sa neaplikuje armatúra, betónová zmes pilóty sa pri vyťahovaní zhutňuje baranidlom a vytvára drsný povrch pilóty, čo veľmi zvyšuje jej

únosnosť. Maximálna dĺžka pilót Franki je do cca 12 m. Schémy pracovných postupov sú na prílohách 8, 9. Obdobným spôsobom možno zhotoviť aj pilóty štrkové, ktoré zlepšujú vlastnosti základovej pôdy a pôsobia aj ako konsolidačné alebo drenážne prvky (príloha 10).

3.3 Pilóty Benoto

Pilóty Benoto sa s úspechom aplikujú v zložitých geologických pomeroch napr. vo zvodnených jemnozrnných pieskoch alebo v balvanitých štrkoch, t. j. vtedy, ak nemôžeme aplikovať žiadnu z technológií vrtania pilót, alebo len s veľkými ťažkosťami. Aplikovala sa táto technológia s úspechom pri zakladaní viacerých objektov aj na území Slovenska. Schéma zhotovovania týchto pilót je na obrázku v prílohe 11, podrobnejšie opísaná napr. v [14].

3.4 Baranené injektované oceľové pilóty

Je to relatívne rýchla technológia zhotovovania pilót do väčšej hĺbky. Pri baranení dochádza ku zhutneniu okolitého prostredia, zvýšeniu plášťového trenia. Navyše pri injektáži dnom pažnice sa zvyšuje i únosnosť jej päty. Pilóty dobre prenášajú zaťaženie momentové, vodorovnou silou ale aj ťahové sily. Schéma zhotovovania je na obrázku v prílohe 12.

3.5 Veľkopriemerové pilóty alebo podzemné steny

Pri sústredených osových zaťaženiach alebo pri kombináciách zaťažení sa aplikujú mohutnejšie základové nosné (konštrukčné) prvky napr. veľkopriemerové pilóty alebo prvky podzemných stien. V prílohách 14 a 15 sú príklady takýchto možných schém ich zhotovenia podľa [11].

3.6 Skrutkové pilóty Atlas

Zavrtávaním skrutkových pilót dochádza k zhutňovaniu okolitého horninového prostredia, zvyšovaniu plášťového trenia, zväčšením plochy skrutkovnice jednak v plášti, jednak v každom stúpaní skrutkovnice. Tým sa dosahujú výrazne vyššie hodnoty únosnosti osamelej pilóty oproti vrtaným pilótám. Schéma ich zhotovovania je v prílohe 16 a 17.

3.7 Vibrobaranené pilóty betónované na mieste

Vibrobaranené pilóty majú na Slovensku dlhodobú tradíciu. Výskumný ústav inžinierskych stavieb ich vyvinul pod typovým označením VÚIS, boli zväčša priemeru 38 cm a ich ďalšie modifikácie boli označené VÚIS B, s rozšírenou päťou, prefabrikovanou päťou, prefabrikovanou hlavicou a pod. V občianskej a bytovej výstavbe sa aplikovali v rokoch cca

1970 – 1990 takmer monopolne. Schéma ich zhotovovania je na obrázkoch v prílohách 18, 19. V prílohe 20 uvádzam vibropilóty, ktoré aplikuje v súčasnosti napr. firma Franki, tá však pri ich zhotovovaní zavibruvávajú do podlažia oceľovú pažnicu v päte uzatvorenú a do takto zavibrovannej výpažnice sa potom zhovuje betónová alebo železobetónová výplň pilóty [11]. Firma Vipp používa okrem takýchto oceľových vibrovaných pilót aj kónické pilóty, ich schéma je na obrázkoch v prílohe 21. Kónický tvar pilót účinnejšie zhutňuje podlažie a znižuje výslednú hodnotu sadania pri porovnaní rovnakej únosnosti pilóty konštantného prierezu.

3.8 Pilóty Soilex (s rozšíreným driekom nad päťou pilóty)

Podstatou tejto technológie je zhotovenie klasického vrtu a pilóty napr. CFA. Do betónovej zmesi v telese pilóty sa zavibruje zložená expandná bunka budúceho priemeru 517 mm resp. 825 mm. Do tejto bunky sa pod tlakom tlačí čerstvá betónová zmes. Nad päťou pilóty sa vytvorí v časti drieku pilóty výrazne zväčšený driek pilóty. Schéma zhotovovania týchto pilót Soilmex je na obrázkoch v prílohe 22 podľa [16]. Podľa toho istého prameňa sa zvýši únosnosť pilót CFA v stredne uľahnutom piesku priemeru 0,35 m, pri zatlačení pilóty 16 mm, z hodnoty $U = 1350$ kN pri aplikácii bunky priemeru 517 mm na cca $U = 1900$ kN a pri aplikácii bunky priemeru 825 mm až na $U = 3\ 500$ kN. Takýmto istým spôsobom sa zhotovujú aj kotevné konštrukcie, keď sa expandné bunky aplikujú v koreňovej časti kotvy.

3.9 Mikropilóty

Mikropilóty možno zhotovovať v detailoch odlišnými spôsobami. Schéma zhotovovania mikropilót je v prílohe 23. U nás sa na mikropilóty zhotovujú najmä vo vrtoch priemeru 133 mm resp. 159 mm s výstužnou manžetovou rúrou 76/10 mm z ocele akosti 11 523, s injekčnými otvormi zhotovenými po obvode každých 0,5 m a prekrytých manžetami. Rúry môžu byť proti agresívnemu pôsobeniu podzemnej vody chránené náterom z LEGARANu A prípadne inými izolačnými hmotami. Mikropilóty po zaliatí cementovým mliekom a zatvrdnutí sa cez manžetové rúrky injektujú podľa potreby jeden alebo niekoľkokrát. Schéma zhotovovania mikropilót vhodných aj na podchytávanie starých neúnosných základových konštrukcií je na prílohe 23 podľa [11].

3.10 Pilóty malopriemerové

Opäť sa v tejto skupine pilót nachádza niekoľko odlišných technológií, ktorými takéto malopriemerové pilóty možno zhotovovať. Najčastejšie sa robia tromi spôsobami. Ako

baranené pod ochranou stratenej ocelovej pažnice príloha 24 , alebo ako krátke ocelové zatláčané hydraulicky a priebežne predlžované navarovaním a zabetónovaním vnútra vypožnice po dosiahnutí únosného podložja (príloha 25). Tento systém sa s úspechom používa na podchytávanie základov nevyhovujúcich 1. alebo 2. skupine medzných stavov. Tretí spôsob zhotovovania malopriemerových pilót je systém zatláčaných umelohmotných pažníc vyplnených vyľahčeným betónom. Na takto zhotovené pilóty (v sieti cca 1 x 1 m) sa potom môže zhotoviť vystužená horninová konštrukcia z georochoží a na nej násyp dopravnej stavby. Schéma je v prílohe 26 podľa [18].

3.11 Krátke veľkopriemerové pilóty KVP a pilóty so spevnenou päťou VPS

V osemdesiatych rokoch som sa spolupodieľal na výskume veľkopriemerových pilót zhotovovaných jednoduchými drapákmi buď prizmatického alebo častejšie kruhového prierezu. Technologický postup zhotovovania KVP je zrejmý z prílohy 27 podľa [21]. Nevýhoda takto zhotovovaných pilót bolo určité nakyprenie zeminy pod päťou pilóty a v súčasnosti je nevýhoda aj veľká spotreba betónu na zhotovenie KVP. Z tohoto dôvodu sa vyvinul jednoduchý systém zlepšovania zemín pod päťou pilóty. Pred zabetónovaním drieku pilóty sa pod päťu zarazili alebo zavibrovali jedna až 3 injekčnej rúrky (podľa predom zistenej uľahnutosti štrkov pod päťou pomocou dynamickej penetračnej skúšky). Po zabetónovaní a zatvrdnutí betónu v pilóte sa podložie preinjektovalo cementovou suspenziou. Ak sa porovnajú únosnosti KVP a VPS tak po preinjektovaní sa zvýši únosnosť pilót VPS cca trojnásobne, príloha 28 podľa [19,20].

3. 12 Technológie zvyšovania únosnosti pilót

Pre optimálny návrh únosnosti pilót je dôležitá správna voľba vrtnej technológie a vhodného vrtáku. Na obrázkoch v prílohe 29 sú uvedené niektoré formy a tvary vrtákov. V súčasnosti je azda najpoužívanejší spôsob rozširovania priemeru pilóty nad päťou a v päte pilóty. Pri relatívne malej nadspotrebe betónu sa výrazne zvýši plocha päty a tým aj únosnosť pilóty (za predpokladu opretej alebo votknutej pilóty). V prílohách 29 a 30 [23] je zrejmý tvar a systém rozšírenia päty pilóty.

Inou možnosťou zvyšovania únosnosti vrtaných pilót je injektovanie nielen jej aktívnej zóny pod päťou ale aj v okolí plášťa pilóty. Takýto spôsob je napr. opísaný v [24] a jeho schéma je na obrázku v prílohe 31. Obdobným spôsobom sa preinjektovalo aj okolie pilót CFA pri zakladaní pilierov estakád mosta Košická a diaľnice na Einsteinovej ulici.

4. Zlepšovanie vlastností zemín v podloží

Ďalšou možnosťou ako je možné zakladať objekty dopravných stavieb i násypov je možnosť zlepšovať vlastnosti zemín v podloží týchto stavieb. V súčasnosti poznáme viacero metód zlepšovania vlastností podložia, niektoré sú na rozhraní medzi zakladaním na pilótach, napr. prúdová (trysková) injektáž, hĺbkové premiešavanie zemín a pod. V tejto kapitole spomeniem niektoré z najpoužívanejších metód zlepšovania zemín v podloží stavieb.

4.1 Prúdová (trysková) injektáž

Princíp prúdovej injektáže spočíva v zavrtávaní špeciálnej vrtnej korunky, z ktorej prištie tenký lúč tekutiny (vody resp. cementovej suspenzie) rýchlosťou vyše $100 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. Častice rozrušenej zeminy sa zmiešajú s cementovou suspenziou a po zatvrdnutí vytvárajú pilótu premenlivého prierezu s veľkou pevnosťou a únosnosťou. V prípade potreby sa do takto zhotoveného telesa pilóty môže zavibrovať armatúra, obyčajne niektorý z valcovaných ocelových profilov. Poznáme tkz. tryskovú injektáž jednozložkovú (používa iba jeden rezný a injekčný lúč), dvojzložkovú a trojzložkovú (prílohy 32 až 35). Trysková injektáž sa môže aplikovať v zeminách od ílov až po štrky. Priemer injektovanej pilóty (zhotoveného „stĺpu“ v zemine závisí od rýchlosti zavrtávania a vyťahovania, typu zeminy, uľahnutosti a konzistencie) a môže dosahovať od niekoľkých dm po niekoľko m (príloha 37). Pevnosť preinjektovanej zeminy v íloch je od 0,5 do 1,5 MPa, v hlinitých zeminách je okolo 5 MPa, v štrkovitých zeminách až vyše 25 MPa [3,4,5, 25]. Pomocou prúdovej injektáže sa dajú vytvoriť aj iné tvary ako valcové pilóty napr. lamely podzemných stien, kazety a pod. (pozri prílohu 36).

4.2 Injektáž zemín

Injektáž je jedna z najproblematickejších technológií zlepšovania zemín v podloží. Každá lokalita je totiž špecifická vzhľadom na geologické pomery, ich premenlivosť, výskyt hladiny podzemnej vody a jej agresivitu. Z tohoto dôvodu je aj spôsob injektáže, vzdialenosť injekčných vrtov, injektáž vzostupná či zostupná i voľba injekčných hmôt je veľmi zložitá na každej lokalite neopakovateľná. Obyčajne sa vykonáva najprv terénny injektážny veľkopokus a až po jeho zhodnotení sa pristúpi k vlastnej injektáži. Pre injektážne práce platí STN 73 2005 [26]. Podľa skúseností sa zistilo, že takmer na každej lokalite je skutočná spotreba injekčných látok o cca 20 % vyššia ako sa uvažuje pri jej návrhu. Vhodnosť jednotlivých

injektážnych hmôt vzhľadom na typ zeminy uvádzajú viaceré pramene. V prílohe 37 je takýto graf spracovaný v [9].

4.3 Vysokotlaká injektáž SOILFRAC

Vysokotlaková injektáž sa oproti klasickým injektážam neaplikuje penetrovaním injekčných hmôt do pórov zemín, ale aplikuje sa najmä tlakovým trhaním zemín a hornín v podloží a vyplňaním trhlín a vzniknutých puklín. Systém trhania a injektáže sa môže niekoľkokrát opakovať. Schéma vykonávania takejto tlakovej injektáže je podľa [27] na prílohe 38 a jej oblasť použitia je v prílohe 39. Táto vysokotlaká injektáž sa s úspechom používa pri sanáciách nerovnomerne sadnutých stavieb a základov. Takouto vysokotlakou injektážou sa sanovalo nerovnomerné sadnutie obrovských nádrží na ropu v celej Európe. Ostatný prípad takejto sanácie nádrže na ropu som mal možnosť vidieť na južnej Morave. Sanácia bola ukončená v novembri 2003.

4.4 Vápenné pilóty

Princíp zhotovovania „vápenných pilót“ pozostáva z rozrušovania zeminy v podloží a pridávaním hydraulických prísad. Metóda sa aj nazýva „Mixed in Place“ a rozoznávame dva základné princípy. Pri prvom pridávame do rozpojenej a nakyprenej zeminy práškové hydraulické prísady, pri druhom spôsobe sa pridáva hydraulická tekutá zmes rozmiešaná s vodou. Schéma takéhoto zariadenia je na prílohe 40. Existuje mnoho metód rozrušovania od jedného po tri vrtáky, pohybujúce sa jedno alebo protismerne, rôzne dávkovacie zariadenia. Úloha je však jednoznačná, zlepšiť hydraulickými prísadami pevnosť a zmenšiť stlačiteľnosť podložných zemín. O metóde podrobne pojednáva napr. [6,28,29].

4.5 Metódy hĺbkového vibračného zhutňovania

Snahou všetkých metód hĺbkového vibračného hutnenia je docielenie zlepšenia mechanických vlastností podložia do väčšej hĺbky pod povrchom terénu. Rozoznávame dve základné technológie. Jedna, ktorá využíva iba vibračné hutnenie podložia (dochádza k zmenšeniu pórovitosti a zlepšeniu mechanických vlastností bez pridávania zemín alebo iných materiálov) a zhutňovanie s pridávaním materiálov (štrku, cementovej malty, betónu). Podrobnosti uvádza [6,9,11,29] a niektoré schémy sú uvedené v prílohách 41 až 49. Takouto metódou bola zhutňovaná napr. časť podložia PK VD Gabčíkovo, pri ochranných hrádzach PK, VD Čunovo a na rade iných stavieb.

4.6 Metóda intenzívneho dynamického zhutňovania (dynamická konsolidácia)

Princíp metódy tkvie v zhadzovaní zhutňovacej dosky veľkej hmotnosti (tisíce kg) z výšky 10 až 40 m i viac. Doska sa zhadzuje v sieti bodov, v prípade potreby sa sieť zahusťuje. Pri zhutňovaní v miestach dopadu zhutňovacej dosky vznikajú krátery, ktoré sa dosypú štrkom a zhutnia vibračným valcom. V jednom zhutňovacom bode sa zhutnenie opakuje cca 6 - 8 krát. Hĺbkový dosah zhutnenia dosahuje aj od cca 6 m až 20 m pri aplikácii ťažkých zhutňovacích dosák a výške dopadu okolo 40 m. Schéma zhutňovania intenzívnym dynamickým zhutňovaním je na prílohe 50. Podrobnosti uvádza napr. [29].

4.7 Metóda urýchlenia konsolidácie podložia

Na urýchlenie konsolidácie podložia sa aplikujú aj pieskové alebo štrkové pilóty, ale v súčasnosti na urýchlenie konsolidácie podložia sa aplikujú najmä rôzne druhy geosyntetických geodrénov. Pri inštalácii geodrénu do podložia sa používa obyčajne mechanizmus na pásovom podvozku opatrený vodiacou Kellyho tyčou. Po tyči sa pohybuje zatláčacie zariadenie, v ktorom je zafixovaný geodrén kotviacou doštičkou. Zatláčacie zariadenie zatlačí geodrén do potrebnej hĺbky, oceľový obal zatláčacieho zariadenia sa vytiahne, drén ostáva v zemine ukotvený oceľovou doštičkou. Po vytiahnutí zatláčacej hlavice (trňa) sa geodrén odstrihne. Mechanizmus sa presunie na ďalší bod (vpich) a technologický proces sa opakuje. Jeden vpich aj s presunom na ďalší vpich trval v Šenkviaciach okolo 60 – 90 sekúnd. Tak sa v priebehu mesiaca na lokalite Šenkvickej preložky zabudovalo do podložia vyše 150 km geosyntetických geodrénov. V prílohách 51 a 52 uvádzam schému mechanizmu zatlačania geodrénov i niektoré technické parametre podľa [33]. Takto skonsolidované podložie urýchli deformáciu podložia a zníži sadanie počas prevádzky dopravných stavieb alebo objektov. Po konsolidácii sa zlepšia aj mechanické parametre zemín, čo prispieva k bezpečnosti konštrukcií. Otázkou konsolidácie sa napr. zaoberá [1,2].

4.8 Metódy kontroly hĺbkového zhutňovania

Podložie, ktoré je zhutnené niektorou metódou uvedenou v kapitole 4 je potrebné skontrolovať a určiť mieru zlepšenia. Zisťovanie vlastností pred a po zlepšení je vhodné zisťovať niektorou z poľných skúšok. Pre kontrolu zlepšenia sa najviac používajú penetračné skúšky dynamické, statické a presiometrické skúšky. Príklad takej kontroly uvádza napr. [35,36]. Teoreticky sa zaoberal vplyvom zlepšenia na vlastnosti a správanie sa podložia Priebe [37]. My sme sa zaoberali vplyvom zlepšenia podložia na priemernú hodnotu

výpočtovej únosnosti zlepšeného podložia [36]. Pomocou grafu v prílohe 53 možno stanoviť hodnotu výpočtovej únosnosti R_d po zlepšení.

5. Výstavba násypov

V úvodnej kapitole som spomenul, že sa v prípade nižších násypov lacnejšie a rýchlejšie zakladá oproti mostným objektom. O výstavbe klasických násypov sa nezmieňujem, technológia výstavby, požiadavky na materiály a kontrola ich zhotovovania je dostatočne známa. V súčasnosti sa na neúnosnom podloží navrhujú a realizujú najmä vystužené horninové násypy a konštrukcie. V prílohe 54 a 55 uvádzam v súlade so STN [38] základné schémy vystužených horninových konštrukcií, násypov a podložia a to pre 2. aj 3. geotechnickú kategóriu. Ako vyztužujúce geosyntetické výrobky sa aplikujú geotextílie, ale najmä ohybné alebo tuhé geomreže. V základovej škáre násypov sa aplikujú geomreže alebo ploché bunky (príloha 55,56) [42,43]. Na neúnosnom podloží sa aplikujú geobunkové konštrukcie vysoké až 1,0 m zaplnené hrubým drveným kamenivom – štrkom. Na základe geotechnického monitoringu násypov na Šenkvickej preložke sa dokázal výrazný vplyv geobunkovej konštrukcie na zníženie predpokladanej hodnoty sadania, ale hlavne na jeho zníženie v osi násypu.

Návrhovými metódami vystužených horninových konštrukcií aj ich aplikáciami sa zaoberá [39 až 41, 44, 45]. Najkomplexnejšie sú nové poznatky o vystužených konštrukciách spracované v konferenčných zborníkoch Európskych a svetových konferencií. Ostatná EUROGEO 3 sa konala na začiatku marca 2004 v Mníchove [41].

5.1 Výstavba násypov z ľahkých stavebných hmôt

V predchádzajúcich kapitolách som sa zaoberal s možnosťou zakladania objektov na pilótach, alebo zlepšovaním podložia násypov niektorými alebo niektorou metódou. Príčina deformácie podložia násypov alebo sadania objektov je okrem zložitých geologických pomerov aj ich veľká vlastná tiaž. Z jednej strany je vlastná tiaž konštrukcie dôležitá, nakoľko vlastnou hmotnosťou konštrukcia tlmí až pohlcuje dynamické účinky od dopravy. Z druhej strany veľká hodnota vlastnej tiaže vyvoláva veľké hodnoty deformácie, nerovnomernej deformácie, čo je z hľadiska bezpečnosti konštrukcie a prevádzky zväčša nežiadúce. Z tohoto dôvodu je snaha v horninových násypoch aplikovať namiesto zemín a hornín (s priemernou objemovou hmotnosťou cca 2000 kg.m^{-3}) také hmoty a materiály, ktoré majú omnoho nižšiu

objemovú hmotnosť. Používajú sa najmä popolček, vysokopecná troska, stabilizáty ale najmä ľahké keramické kamenivá napr. Liapor alebo Keramzit. Ľahké kamenivo Liapor sa vyrába vypaľovaním nadržných trefohorných ílov hnedouhoľných slojov v severných Čechách. Kamenivo sa triedi na frakcie 1-4 mm, 4-8 mm a 8-16 mm. Frakcia 8-16 mm má objemovú hmotnosť iba 300 kg.m^{-3} , frakcia 1-4 mm 600 kg.m^{-3} . Uhol vnútorného trenia sa pohybuje v rozhraní 35° až 40° a deformačný modul od 10 do 50 MPa, podľa zastúpenia jednotlivých frakcií [46]. Vlastnosti pre rôzne frakcie ale i ďalšie vyľahčené stavebné hmoty sú zrejme z prospektu v prílohe 57.

5.2 Výstavba násypov z polystyrénu

Do násypových telies dopravných stavieb (komunikácií i železničných) sa používa expandovaný polystyrén, ktorý je lacnejší ako extrudovaný. Objemová hmotnosť polystyrénu je len $15 - 30 \text{ kg.m}^{-3}$. Vzhľadom na to, že polystyrén je stmelený materiál, nie je definovaný uhlom vnútorného trenia. Avšak francúzske predpisy odporúčajú pri výpočte stability takéhoto násypu uvažovať s uhlom vnútorného trenia 30° [46]. Deformačný modul polystyrénu je pri stlačení 2 % od 3 do 7 MPa. Je to relatívne nízka hodnota, avšak vzhľadom na malú objemovú tiaž dostatočná. S výstavbou násypov na neúnosnom podloží z polystyrénu majú najväčšie skúsenosti vo Francúzsku, Švédsku a Holandsku [46, 48,49], kde majú pre takéto násypy už aj technické predpisy. Na seminári v Prahe [46] bol prezentovaný aj prvý návrh takéhoto násypu v Českej republike, pri stavbe mostu na diaľnici D1 [50] a uvádzam ho v prílohách 58 a 59. Na seminári sa prezentovali aj výsledky sadania modelového násypu 8 m vysokého na 3 m vrstve stlačiteľných zemín s $E_{\text{def}} = 1,0 \text{ MPa}$. Zemný násyp by sadol 48 cm (100 %), násyp z polystyrenu len 1 – 2 cm t.j. len (1 – 2 %)! Doteraz je polystyrén najdlhšie zabudovaný v násype 25 rokov a jeho vlastnosti sa nezmenili. Podrobnosti o tejto technológii možno nájsť na webovej stránke www.iedelft.nl [51].

6. Porovnanie a výber metód zakladania na základe výkonov a ekonomických ukazovateľov

Voľba vhodnej a optimálnej metódy zakladania alebo zlepšovania základovej pôdy je zložitá. Pri rozhodovaní často zaváži erudícia projektanta, jeho informovanosť o nových progresívnych metódach, dostupnosť technológie, čas na realizáciu základovej konštrukcie alebo zlepšenia vlastností podložia, dostupnosť navrhovaných materiálov, politické,

ekologické a ekonomické aspekty a iné faktory. Napriek tomu sa vo všeobecnosti pri voľbe základovej konštrukcie alebo zlepšenia možno v orientačnom výbere niektorých metód orientovať podľa napr. tabuľky 1, ktorú zostavila firma Franki [11].

Pri podrobnejšom výbere a návrhu optimálnej metódy odporúčam postupovať pomocou optimalizačných metód tak, ako uvádzam v ďalšom texte. Pre porovnanie technológií zakladania alebo zlepšenia podložia som na základe zozbierania podkladov od viacerých firiem zo Slovenska i zo zahraničia zostavil tabuľku 2. Uvedené sú výkony jednotlivých technológií [m/hod] a náklady na zhotovenie jedného bm konštrukcie v korunách [bm/Sk]. Pri interpretácii tabuľky 2 i ďalších si treba uvedomiť, že uvedené ceny sú platné v súčasnosti, t.j. v apríli 2004. Ceny podliehajú rôznym zmenám a sa menia vzhľadom na ekonomiku krajiny, ceny materiálov, energií, technológií. Ceny ovplyvňuje aj vzdialenosť lokality od miesta firmy, geologické pomery, množstvo potrebných prvkov základových konštrukcií alebo prvkov konsolidačných. Ceny v tabuľke 2 sú trhové ceny, vzhľadom na konkurenčné prostredie firmy ponúkajú nižšie ceny ako uvádzajú cenníky Cenekon a Cenkos pre tieto práce a to pri niektorých technológiách až do 50 % [56]. Z tabuľky 2 vyplýva, že **finančne najnáročnejšie je zakladanie násypov na neúnosných zeminách na hĺbkových základoch pilótových alebo pomocou prúdovej injektáže** a vápenných pilótach. Naviac proti takémuto zakladaniu násypov poukazujú najmä dva aspekty. Pri zakladaní na hĺbkových konštrukciách **nedochádza k zlepšeniu vlastností podložných zemín medzi hĺbkovými prvkami** ale len v bezprostrednom okolí alebo nahradením zeminy. Dochádza k „bodovému podopretiu „ násypu v sieti takej, aká je osová vzdialenosť hĺbkových prvkov niektorej z konštrukcií. V takomto prípade potom **dochádza k nerovnomernému sadaniu nielen podložia násypu, ale aj násypu v korune a k deformácii dopravnej stavby** (vozovky, výškového vedenia koľají). Príklad takéhoto úseku uvádza napr. [49]. Najnovší pokusný úsek a merania prezentovala na konferencii v Grazi teraz v apríli 2004 firma Polyfelt Linz, kde na posteru bola nameraná deformácia podložia medzi niekoľkými cm na miestach nad hlavami pilót až do cca 15 cm medzi pilótami. Sadnutie násypu v jeho korune bolo taktiež premenlivé a maximálne bolo opäť medzi pilótami a to do 5 cm. Nerovnomernosť sadania sa nezmenšila ani položením geotextílie na základovú škáru násypu ani vrstvou kameniva (variovala sa hrúbka 0,5 m, 1,0 m, a 1,5 m) [54].

Z uvedených technológií v tabuľke 2, zo skúseností, a ich porovnaní vyplýva, že **pre zakladanie násypov na neúnosnom podloží je vhodné voliť také technológie**, ktoré sú jednak lacnejšie, a ich účinok **pri zabudovaní do podložia vyvoláva kvalitatívne a kvantitatívne zmeny v mechanických vlastnostiach zemín rovnomerne v celom podloží.**

Sú to metódy, ktoré **umožňujú konsolidáciu podlažia**. Pri konsolidácii dochádza k vytlačaniu vody z pórov zemín, **dochádza k zmene šmykových parametrov zemín od totálnych φ_u , c_u k parametrom efektívnym φ_{ef} , c_{ef}** , k zlepšeniu únosnosti, zmenšeniu a urýchleniu rovnomernej deformácie podlažia a tým aj násypu. Takéto technológie sú alebo **štrkopieskové pilóty, alebo** prefabrikované konsolidačné **geodrény**. V ďalšej časti posudku porovnáme efektívnosť oboch týchto technológií urýchlenia konsolidácie podlažia.

Tabuľka 2: Prehľad rýchlosti aplikácie a orientačných cien

Technológia zakladania alebo zlepšenia podlažia	Výkon za hodinu cca [m / hod]	Cena [Sk] [bm / Sk]	Poznámka
Vrtané klas.,alebo CFA monolitické betónové a železobetónové pilóty Ø 400 mm Ø 600 mm Ø 800 mm Ø 1200 mm	m/minúty až hodiny	2500 - 3500 3500 - 4500 5000 - 6000 až do 9500	Postup a rýchlosť zhotovovania závisí od geologických pomerov, priemeru a spôsobu vrtania. Pri použití vrtania nekonečným šnekom (CFA) sa dosahujú výkony minúty na bm zhotovenej pilóty, do hodín na bm pri použití klasického vrtania a zhotovovania železobetónovej pilóty.
Mikropilóty Ø 133 mm Ø 159 mm	3 - 5 * 2 - 5 *	2000 - 2500 2500 - 3500	* bez injektovania. Po zálievke a jej zatvrdnutí po cca 24 hod. sa injektuje každá etáž (0,5m/cca 30 min.) množs. 40 - 60 l suspenzie. Robieva sa obdobne aj reinjektáž.
Prúdová (trysková) injektáž - jednotrysková R1 - dvojtrysková R2 - trojtrysková R3	2,7 - 7,3 do 7,3 4 - 5 2,7 - 4,0	3000 - 9000 3000 - 5000 4000 - 7000 7000 - 9000	Ceny bez odvozu a uloženia spätnej suspenzie spotreba cca (40 - 50 m ³ / zmenu cca 11 hod.) podľa použitej technológie pri použití 1 tryskovej technológie pri použití 2 tryskovej technológie pri použití 3 tryskovej technológie
Vápenné pilóty (MIP)	9 - 18	800 - 2000 *	V závislosti od geológie, účelu (zlepšenie, tesnenie). * K cene je potr. pripočítať dovoz súpravy zo zahraničia
Injektované štrkové vibrostĺpy	13 - 16	800 - 1200	Bezvýkopová technológia s pridávaním štrkopiesku.
Vrtané štrkopieskové pilóty Ø 200 mm Ø 380 - 420 mm Ø 600 mm Ø 800 mm	do 18 m do 16 m do 14 m do 13 m	500 - 700 * 800 - 1200 * 1500 - 1800 * 2000 - 2500 *	* bez odvozu vrtanej zeminy a uloženia

Štrkové vibrostĺpy ø 400 mm ø 150 mm ø 200 mm	13 -27	600 - 900 400 - 650	V závislosti od geológie, použitej súpravy. Hĺbkový dosah obmedzený tmiacim účinkom podložných zemín.
Konsolidačné geodrény	180 - 360	50 - 150 *	* plus dovoz súpravy zo zahraničia Cena závisí od geológie, množstva použitých geodrénov na lokalite

7. Porovnanie konsolidačných metód štrkových pilót s geodrénnmi Mebradrain®

Pre porovnanie účinnosti rôznych drenážnych metód sme stanovili jednotné podmienky a jednotné testovacie pole. Uvažuje sa výpočet drenáže územia o rozmere 100 x 100 m do hĺbky 10 m. Čas konsolidácie bol porovnávaný pre 0,5 a 1 rok pre dosiahnutie stupňov konsolidácie 60%, 90% a 100%.

Súčiniteľ konsolidácie C_h bol uvažovaný pre prvý typ podložia $1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ a $1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ pre druhý typ podložia. Rozhodnutie porovnávať práve tieto hodnoty vyplynulo zo skutočnosti, že sú to bežné a najčastejšie sa vyskytujúce parametre. Späťne boli vypočítané aj súčinitele filtrácie pri jednotlivých súčiniteľoch konsolidácie. Uvažovali sme teda konsolidáciu dvoch typov podloží, pre každý typ bolo potrebné zdefinovať aj E_{oad} , ktoré vstupuje do vzťahov. Pri súčiniteli konsolidácie $C_h = 1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ sme zadali $E_{\text{oad}} = 5 \text{ MPa}$ a pri súčiniteli konsolidácie $C_h = 1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ sme zadali $E_{\text{oad}} = 4 \text{ MPa}$.

Drény boli uvažované pre aplikáciu v trojuholníkovom rastru.

Mebradrain

Pre stanovenie konsolidácie pomocou geodrénov Mebradrain® bola použitá metodika, ktorú používa spoločnosť Cofra. Metodika je popísaná v publikácii „The Mebradrain® System, Vertical Drainage“ [57].

Drenážna kapacita Mebradrain® je približne $5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$, čo je 10 krát viac ako je kapacita pieskového drénu s priemerom 300 mm. Permeabilita silne stlačenej zeminy sa pohybuje od 10^{-7} po 10^{-11} m/s . Drenážna kapacita drénu bude ovplyvňovať proces konsolidácie ak pomer

$$k_c/q_w > 10^{-4} \text{ m}^{-2}$$

pre Mebradrain® to znamená že konsolidačný proces je najúčinnjší ak má zemina permeabilitu $> 10^{-9} \text{ m/s}$.

Pre horizontálnu konsolidáciu bol odvodený vzťah:

$$C_h = D^2/8t [\ln D/d - 3/4 + \pi \cdot 0,64 k_c/q_w] \ln (1-U)^{-1}$$

t = čas konsolidácie (s)

C_h = koeficient konsolidácie pre horizontálne prúdenie (m^2/s)

d = priemer drénu (m)

D = priemer zóny ovplyvnenej drénom – náhradný priemer (m)

D_s = vzdialenosť medzi drénmi (m)

U = priemerný stupeň konsolidácie pri horizontálnom prúdení

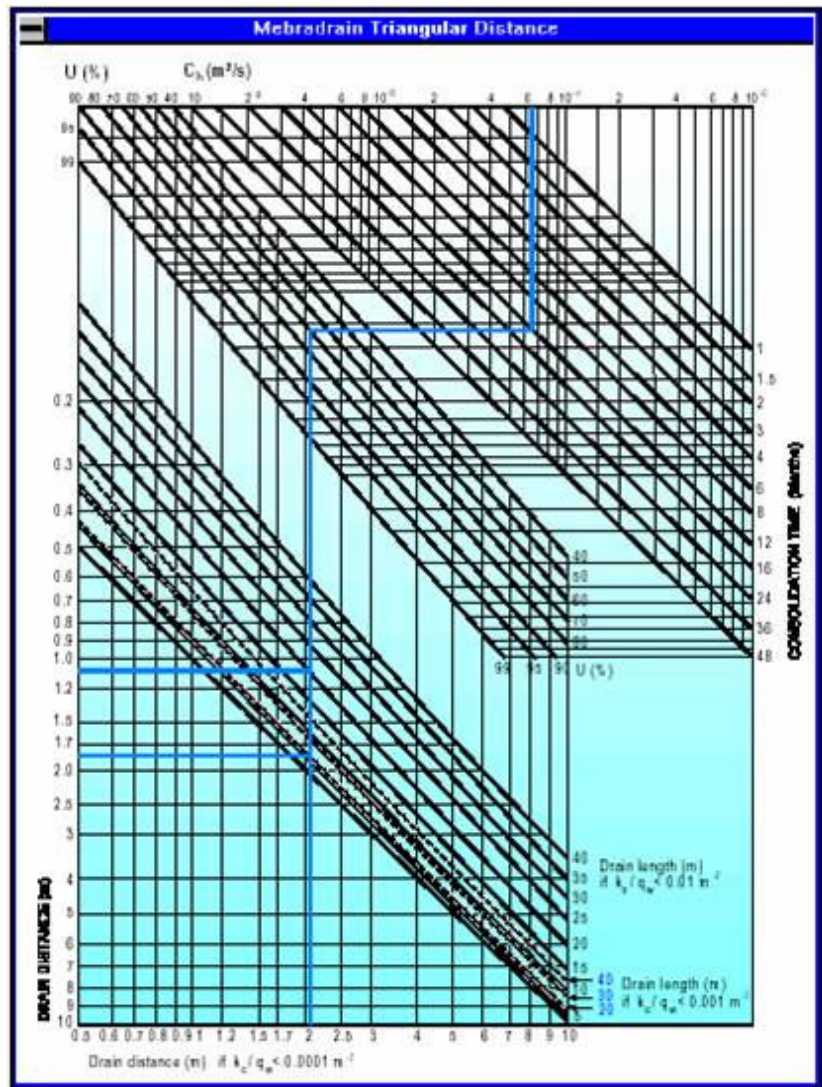
k_c = permeabilita (m/s)

q_w = drenážna kapacita drénu (m^3/s)

Na základe Barronových teórií bol vytvorený kalkulačný program, na základe ktorého je možné vypočítať ekonomickú vzdialenosť medzi geodrénmi. Program súčasne počíta aj priemerný stupeň konsolidácie pre vertikálne aj horizontálne odvodnenie. Program tiež využíva pri výpočte Carrillovu teóriu pre výpočet priemerného stupňa konsolidácie pri výskyte vertikálneho aj horizontálneho prúdenia.

Vzťah bol spracovaný do grafickej podoby (obr. 1), kde modré línie naznačujú postup návrhu.

Obr. 1 Graf pre stanovenie osových vzdialeností a stupňa horizontálnej konsolidácie pre Mebradrain (Cortlever, 1996)



Z uvedeného grafu boli odčítané hodnoty stupňa konsolidácie a osovú vzdialenosť pre hore uvedené vstupné podmienky. Výsledky dokumentuje tabuľka 3.

Tabuľka 3: Konsolidácia podložia pri použití vertikálnych drénov Mebradrain

Vzdialenosť geodrénov (m)	
$c_h = 1,00 \text{ E-07}$	
Priebeh konsolidácie do 6 mesiacov	
60% konsolidácie	2
90% konsolidácie	1,4
100% konsolidácie	1,1
Priebeh konsolidácie do 12 mesiacov	
60% konsolidácie	2,8
90% konsolidácie	1,8
100% konsolidácie	1,4

Vzdialenosť geodrénov (m)	
$c_h = 1,00 \text{ E-08}$	
Priebeh konsolidácie do 6 mesiacov	
60% konsolidácie	0,8
90% konsolidácie	0,6
100% konsolidácie	0,5
Priebeh konsolidácie do 12 mesiacov	
60% konsolidácie	1,1
90% konsolidácie	0,7
100% konsolidácie	0,6

Štrkové pilóty

Pri stanovovaní stupňa konsolidácie štrkových pilót sme vychádzali z rovnakých vstupných podmienok ako pri geodrénach. Rozdiel bol v tom, že geodrény typu Mebradrain sa dodávajú v jednom rozmere, ale pri štrkových drénoch je možné uvažovať s rôznymi priermi. Priemery štrkových drénov vychádzajú z technológie zhotovenia. Pri výpočtoch sme uvažovali s priermi drénov 0,2 m; 0,4 m; 0,6 m. Pre porovnanie bola stanovená aj konsolidácia podložia bez zavedenia vertikálnej drenáže, to znamená len prirodzená konsolidácia.

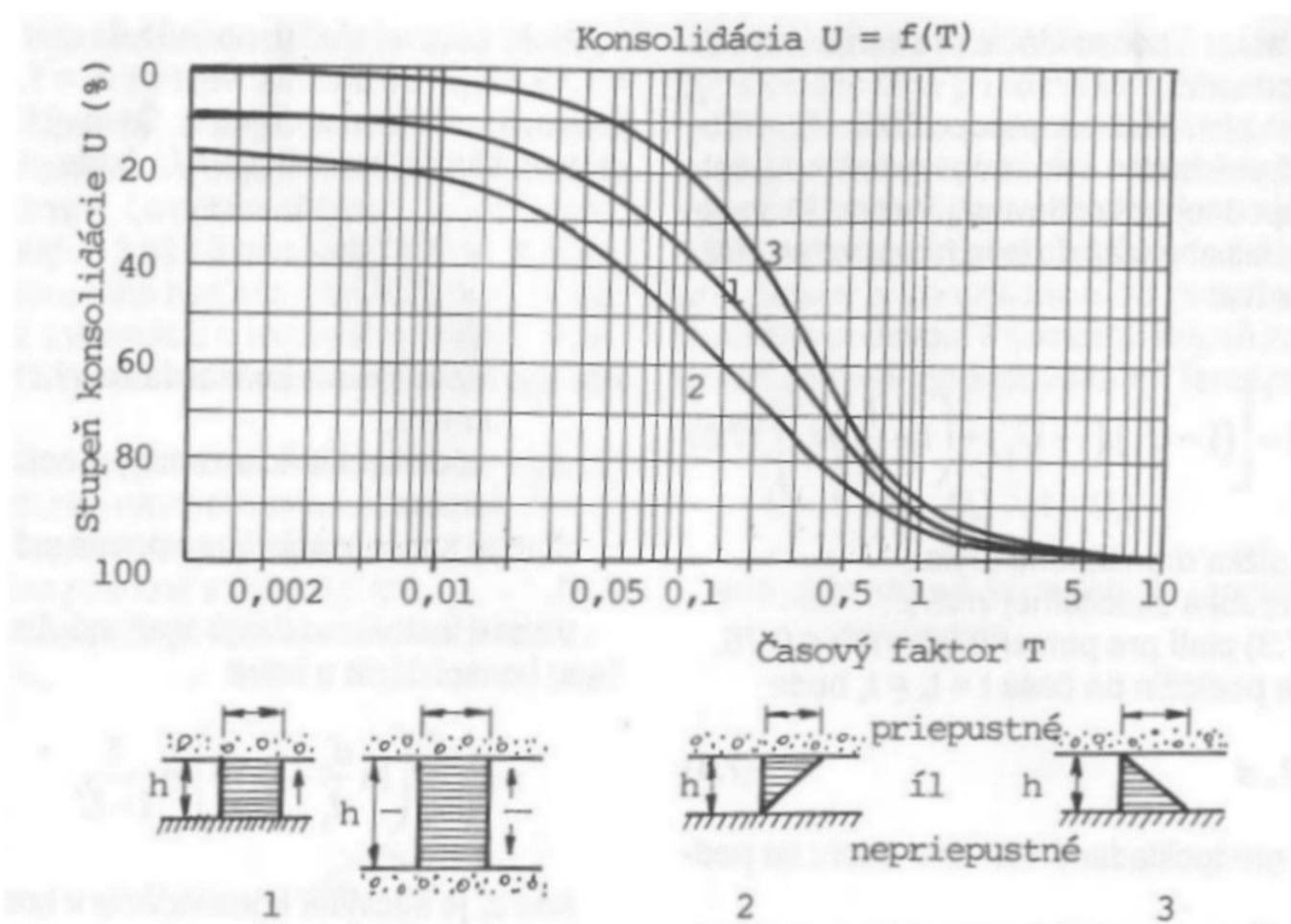
Pri výpočte konsolidácie je uvažovaná konsolidácia iba vo vertikálnom smere, pretože horizontálna drenážna vrstva na povrchu je veľmi tenká, takže ju môžeme zanedbať. Pred samotným výpočtom je nutné si stanoviť okrajové podmienky priebehu konsolidácie.

Okrajové podmienky môžu byť nasledovné:

1. konštantné prítlačenie tvaru obdĺžnika (napr. zaťaženie násypom na veľkej ploche)
2. úbytok napätia s hĺbkou v tvare trojuholníka - napätie pod základom
3. nárast napätia s hĺbkou v tvare trojuholníka - priebeh napätí od vlastnej tiaže zeminy

V našom prípade uvažujeme prípad 1. konštantné prítlačenie tvaru obdĺžnika (napr. zaťaženie násypom na veľkej ploche). Pre každý prípad okrajovej podmienky bol navrhnutý graf, z ktorého je možné odčítať stupeň konsolidácie.

Obr. 2 Graf pre stanovenie osových vzdialeností a stupňa vertikálnej konsolidácie pre štrkové drény. Typy okrajových podmienok. (Myslivec et al., 1970 in Turček, 1996)



Pre stanovenie stupňa konsolidácie je potrebné určiť časový faktor vertikálnej konsolidácie, ktorý vychádza z nasledujúceho vzťahu (Turček, 1996):

$$T_v = \frac{t_v \cdot k_v \cdot E_{oed}}{\gamma_w \cdot h^2}$$

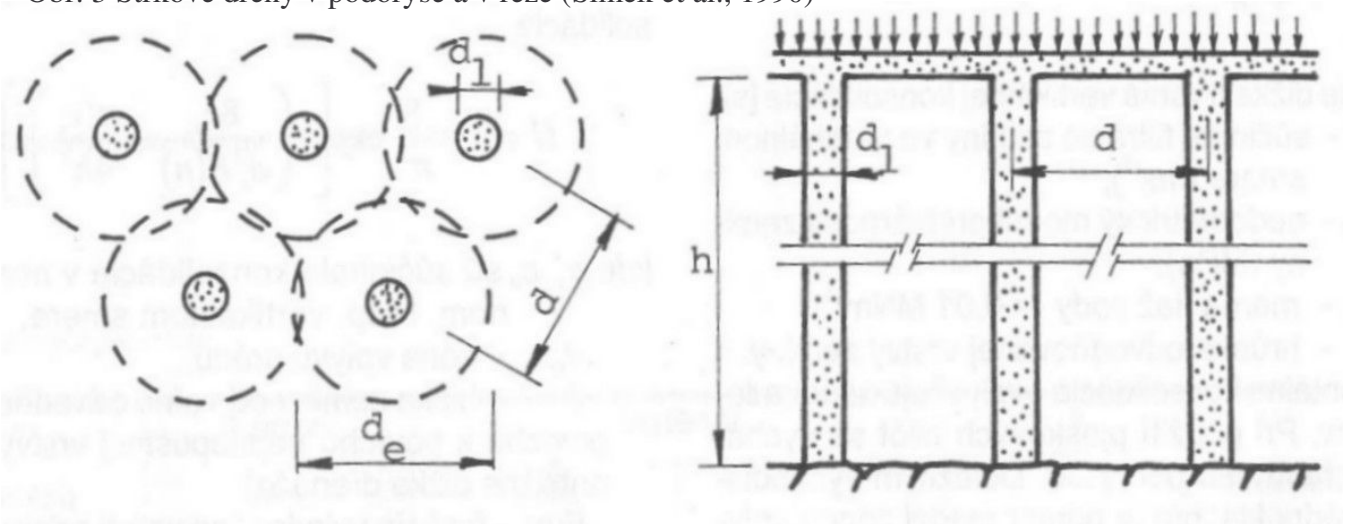
k_v [m/s] súčiniteľ filtrácie zeminy vo vertikálnom smere

E_{oed}	[MPa]	oedometrický modul
γ_w	[MNm ⁻³]	merná tiaž vody
t_v	[s]	čas vertikálnej konsolidácie
T_v	[1]	časový faktor vertikálnej konsolidácie

Ak máme k dispozícii všetky spomínané údaje potom jednoduchým spôsobom odčítame stupeň konsolidácie z grafu pre vstupné hodnoty uvedené v úvode. Priebeh prirodzenej vertikálnej konsolidácie za uvedených podmienok je veľmi zdĺhavý a výpočtom sa preukázalo, že 60 % konsolidácie by prebehlo za cca 10 rokov.

Podobným spôsobom bola vypočítaná aj konsolidácia pre drenáž pomocou štrkových drénov priemerov 0,2 m; 0,4 m; 0,6 m. Pre konsolidáciu pomocou štrkových drénov však uvažujeme konsolidáciu horizontálnu tak ako to bolo u Mebradrainov. Pre stanovenie stupňa konsolidácie v horizontálnom smere boli taktiež odvodené grafy pre ktoré je potrebné určiť časový faktor horizontálnej konsolidácie.

Obr. 3 Štrkové drény v pôdoryse a v reze (Šimek et al., 1990)



Časový faktor horizontálnej konsolidácie bol vypočítaný nasledovným spôsobom (Turček, 1996):

$$T_h = \frac{t_h \cdot k_h \cdot E_{oed}}{\gamma_w \cdot d_e^2}$$

$$k_h = \frac{c_h \cdot \gamma_w}{E_{oed}}$$

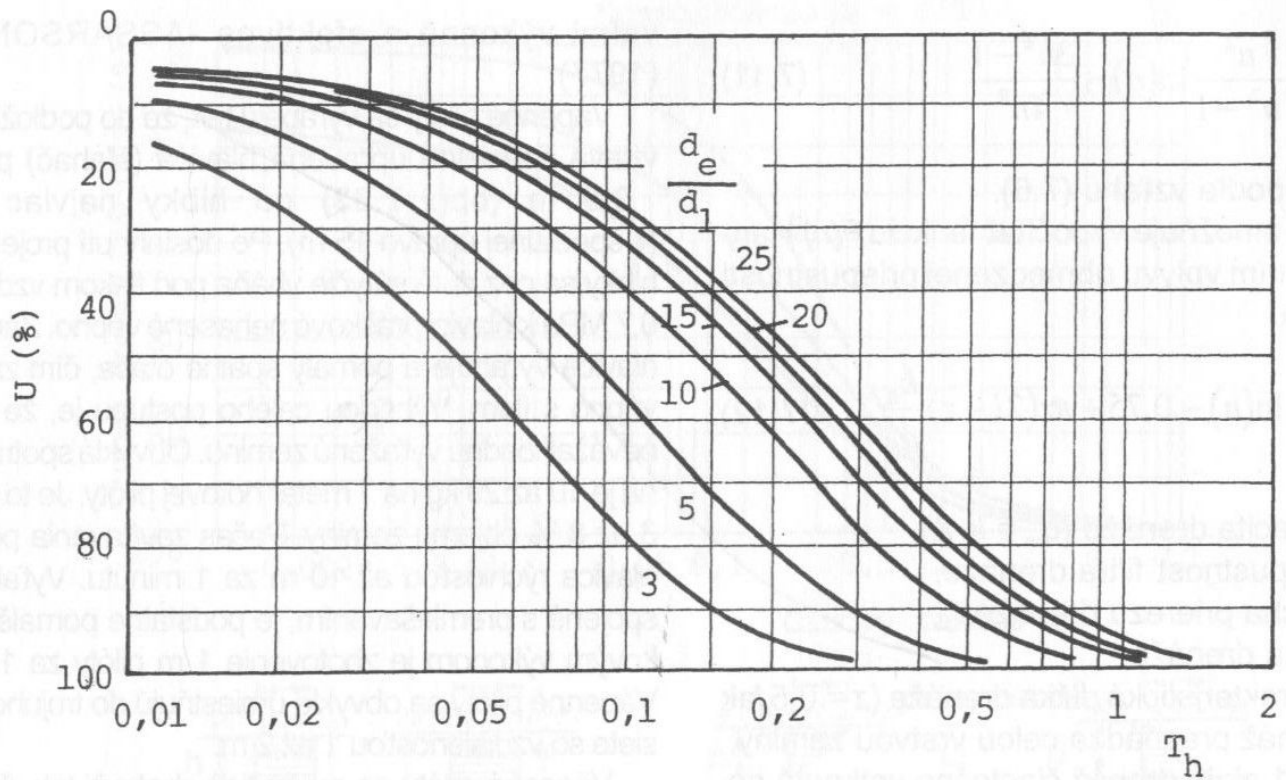
$$c_h = \frac{k_h \cdot E_{oed}}{\gamma_w}$$

$$n = d_e/d_1$$

c_h	[m ² /s]	súčiniteľ horizontálnej konsolidácie
k_h	[m/s]	súčiniteľ filtrácie zeminy v horizontálnom smere
E_{oed}	[MPa]	oedometrický modul
γ_w	[MNm ⁻³]	merná tiaž vody
d_e	[m]	zóna vplyvu drénu, pre trojuholníkový raster $d_e = 1,05 \cdot d$
d_1	[m]	ekvivalentný priemer drénu
d	[m]	osová vzdialenosť drénov
n	[1]	pomer medzi zónou vplyvu a priemerom drénu
t_h	[s]	čas konsolidácie

T_h [1] časový faktor

Obr. 4 Graf pre stanovenie osových vzdialeností a stupňa horizontálnej konsolidácie pre štrkové drény (Turček, 1991 in Turček, 1996)



Pre vypočítané hodnoty časových faktorov a jednotlivých pomerov $n = \frac{d_e}{d_1}$ boli odčítané z grafu hodnoty stupňa konsolidácie (tab. 4).

Tabuľka 4: Konsolidácia podložia pri použití štrkových pilót

$c_h = 1,00 \text{ E-07}$	Vzdialenosť štrkových pilót $\Phi 0,2 \text{ m}$ (m)	Vzdialenosť štrkových pilót $\Phi 0,4 \text{ m}$ (m)	Vzdialenosť štrkových pilót $\Phi 0,6 \text{ m}$ (m)
	Pribeh konsolidácie do 6 mesiacov		
60% konsolidácie	2,5	3,2	3,5
90% konsolidácie	1,9	2,1	2,5
100% konsolidácie	1,4	1,5	1,5
Pribeh konsolidácie do 12 mesiacov			
60% konsolidácie	3,5	4,0	4,5
90% konsolidácie	2,5	2,8	3
100% konsolidácie	1,9	1,8	2,5
Pribeh konsolidácie do 6 mesiacov			
$c_h = 1,00 \text{ E-08}$	Vzdialenosť štrkových pilót $\Phi 0,2 \text{ m}$ (m)	Vzdialenosť štrkových pilót $\Phi 0,4 \text{ m}$ (m)	Vzdialenosť štrkových pilót $\Phi 0,6 \text{ m}$ (m)
Pribeh konsolidácie do 6 mesiacov			
60% konsolidácie	1,1	1,4	1,5
90% konsolidácie	0,8	1,1	1,3
100% konsolidácie	0,6	0,9	1,0
Pribeh konsolidácie do 12 mesiacov			
60% konsolidácie	1,6	1,8	2,0
90% konsolidácie	1,0	1,3	1,5
100% konsolidácie	0,7	1,1	1,2

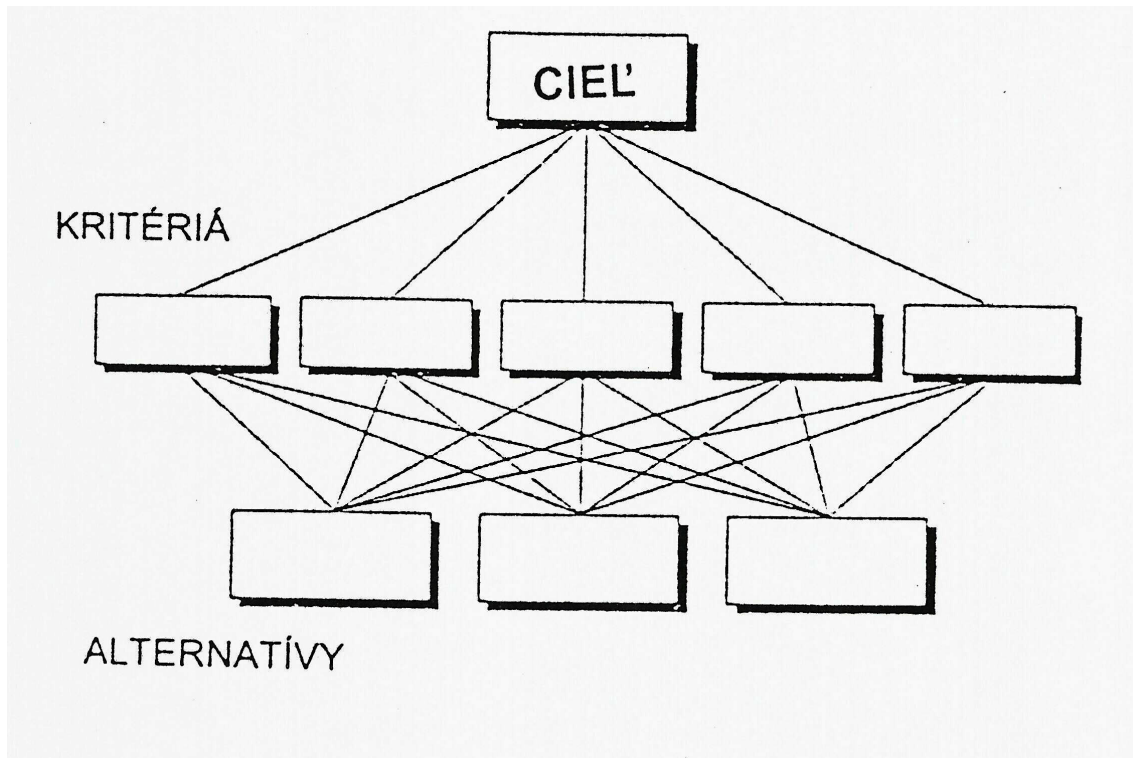
V tabuľkách 3 aj 4 uvádzame porovnanie počtov geodrénov s počtami vrtaných štrkových drénov (pre priemery 200 mm, 400 mm, 600 mm) a potrebnou metrážou zhotovenia drénov, porovnanie doby potrebnej na zhotovenie geodrénov a štrkových drénov a orientačnými nákladmi potrebnými na ich zhotovenie. Porovnaním hodnôt v tabuľkách 3 aj 4 vyplýva, že **geodrény sa realizujú cca 4 až 10 krát rýchlejšie a cca 3 až 6 krát lacnejšie ako vrtané štrkové konsolidačné pilóty.**

8. Optimalizácia výberu vhodnej technológie zakladania alebo zlepšenia podložia

Ak sa investor neuspokojí s uvedenými porovnaniami v kapitolách 3 až 7 a porovnaním týchto metód v tabuľkách 2 až 5, môže si realizovať alebo objednať výber technológie na základe komplexného zhodnotenia a porovnania metód zakladania alebo zlepšovania pre konkrétne podmienky.

Pri podrobnejšom výbere a návrhu optimálnej metódy odporúčam postupovať pomocou optimalizačných metód tak, ako uvádzam v ďalšom texte. Takto som postupoval aj pri výbere optimálnej technológie zlepšenia podložia pod násypom Šenkvickej preložky. Podrobnosti uvádzame v [52].

V poslednej fáze výberu vhodnej metódy urýchlenia konsolidácie železničného násypu pri Šenkviaciach zostali tri metódy. Metóda zhotovenia vápenných pilót, metóda urýchlenia konsolidácie pomocou vrtaných štrkopieskových alebo pieskových pilót a metóda urýchlenia konsolidácie pomocou zatláčaných geodrenov. Voľbu vhodnej metódy možno uskutočniť viacerými spôsobmi, intuitívne – robí to viacmenej každý, ak nemá iné možnosti a prostriedky, na základe analógie z riešenia podobnej úlohy v porovnateľných geologických pomeroch, alebo tým, že vlastní alebo vykonáva iba jednu vhodnú technológiu. Pre významnejšie stavby je však potrebné použiť na voľbu najvhodnejšej technológie tzv. optimalizačnú metódu, alebo niektorú z iných dostupných metód. Jedna takáto metóda je opísaná a odvodená v [53] „Analytic Hierarchy Process – AHP“ a na jej základe zostavený softwarový program. Pri metóde AHP sa zostaví systém optimalizácie pozostávajúci z cieľa, zvolených kritérií a alternatív, hierarchicky usporiadaný podobne ako rodokmeň (obrázok 1). Proces zostavovania systému sa nerobí len pre pomoc presnejšie identifikovať všetky rozhodujúce prvky, ale tiež rozpoznať väzby medzi nimi. Z faktorov, ktoré robia metódu AHP azda najpopulárnejšiu rozhodovacou metódou na svete je to, že sa prispôsobuje pevným údajom, takým ako napr. cena, rýchlosť výstavby, rozmery ako aj osobné skúsenosti a v neposlednej rade aj intuícii. Dovoľuje teda matematicky odvodiť váhu jednotlivých kritérií, namiesto predpokladania alebo voľby váhy premenných, ako to robia iné rozhodovacie metódy. Na všetkých úrovniach rozhodovania je preferovaná séria porovnaní medzi rôznymi alternatívami alebo kritériami vplyvu na rozhodovanie. To je robené za použitia slovného vysvetlenia a číselných hodnôt (pozri tabuľku 6). Výsledok je daný matematickou váhou v pomernej škále pre alternatívy a kritériá. Pri rozhodovaní sa majú zohľadniť sociálne, politické, technické i ekonomické faktory.



Obrázok 5: Základná štruktúra zostavenia AHP
 Figure 5: Structure of the AHP

Podrobnosti o matematickom riešení možno podrobnejšie zistiť v literatúre [53] alebo manuálov softwaru AHP.

Príklad výberu optimálnej metódy na urýchlenie konsolidácie pod násypom preložky železnice pri Šenkviaciach sa urobil podľa nasledovnej schémy. Cieľom bola voľba medzi metódou zhotovenia vápenných pilót, metódou urýchlenia konsolidácie pomocou vrtaných štrkopieskových alebo pieskových pilót a metódou urýchlenia konsolidácie pomocou zatláčaných geodrenov.

Zvolili sa tieto **základné kritéria** a podkritériá:

A - Schopnosť zlepšenia podložia a kontrola jeho funkcie, podkritériá

A1 - sadanie

A2 - vodorovné posuny

A3 - pórové tlaky.

B - Vplyv na životné prostredie, podkritériá

B1 - hluk a vibrácie

B2 - vplyv na okolie, prašnosť

B3 - vplyv použitých chemikálií.

C - Možnosť predpovede sadania a konsolidácie, podkritériá

C1 - schopnosť výpočtových modelov predpovedať sadanie a konsolidáciu

C2 - skúsenosti s metódou

C3 - poznatky o stlačiteľnosti

C4 - poznatky o hĺbke stlačiteľných zemín.

D - Splnenie podmienok stability, podkritériá

D1 - schopnosť výpočtových modelov predpovedať stabilitu

D2 - skúsenosti s metódou

D3 - pevnosť podložia po zlepšení.

E - Ekonomické kritériá, podkritériá

E1 - náklady na materiál

E2 - náklady na zhotovenie

E3 - náklady na údržbu

E4 - čas zhotovenia.

Rozhodovanie má zohľadniť sociálne, politické, technické i ekonomické faktory.

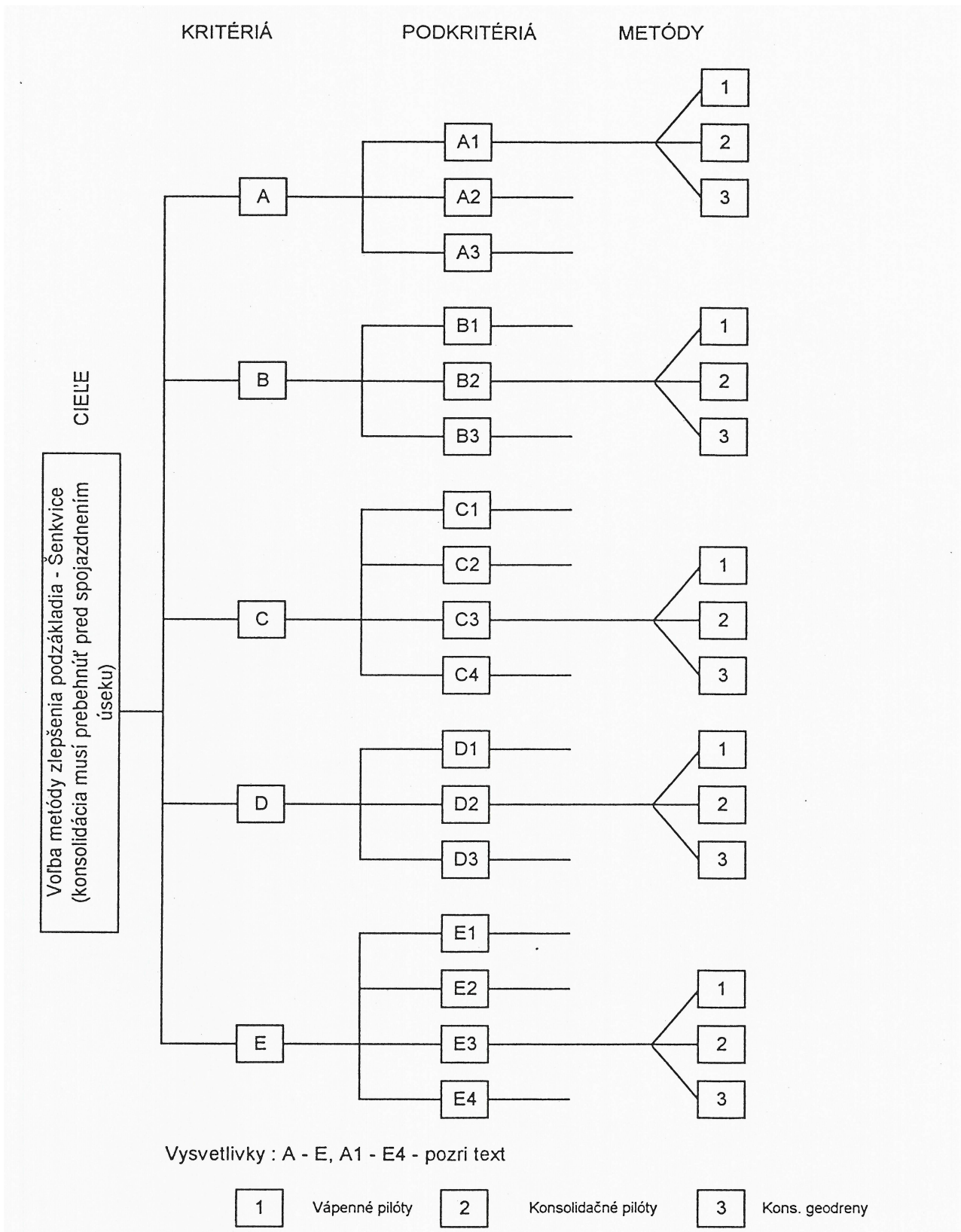
Tabuľka 6: Slovné vysvetlenie a príslušné číselné hodnoty použité v AHP [53]

Intenzita dôležitosti	Definícia	Vysvetlenie
1	Rovnaká dôležitosť	Dva prvky sa spolupodieľajú
3	Menšia dôležitosť jednej metódy vzhľadom k druhým	
5	Podstatná alebo veľká dôležitosť	Skúsenosti a poznatky trochu viac preferujú jednu činnosť (metódu) pred druhou
7	Veľmi veľká alebo očividná dôležitosť	Jedna činnosť (metóda) je veľmi preferovaná pred druhou, je prevládajúco používaná v praxi
9	Absolútne dôležitá	Preferovaná metóda (činnosť) jednej pred druhou je absolútne akceptovaná
2, 4, 6, 8	Medziľahlé hodnoty medzi uvedenou škálou	Ak je potrebný kompromis vzhľadom k nejednoznačnosti priradenia k uvedeným definíciám dôležitosti

Vývojový diagram rozhodovania o najvhodnejšej metóde zlepšenia podzákladia násypu pri Šenkviaciach je na obrázku 2. Každému zo 17 podkritérií sme pomocou tabuľky 6 priradili číselnú hodnotu.

Po zhodnotení vhodnosti metód zlepšenia podložia sme obdržali pre konsolidačné geodrény váhu vhodnosti metódy 0,60, pre vrtané pieskové konsolidačné drény 0,52 a pre vápenné pilóty 0,36. Do rozhodovania o najvhodnejšej metóde nakoniec vstúpili aj dve závažné skutočnosti. Metódu vápenných pilót vylúčila vyhláška Ministerstva zdravotníctva o zákaze aplikácie takých chemických hmôt pod hladinou podzemných vôd, ktoré môžu zhoršiť kvalitu vôd a pieskové pilóty vylúčil pri konečnom rozhodovaní investor po dohode s projektantom, a to v dôsledku nedostatku vhodných sypkých zemín v blízkom okolí stavby, i dlhého času potrebného na ich zhotovenie. Takže metóda konsolidačných geodrénov z hľadiska vhodnosti vyšla v konkrétnom prípade po všetkých stránkach najvhodnejšia.

Takýmto spôsobom možno optimalizovať voľbu metódy zakladania alebo zlepšovania zemín v podloží stavieb pre akékoľvek geologické pomery a pre akékoľvek stavby.



Obrázok 6 : Hierarchická štruktúra pre voľbu metódy zlepšenia podložia násypu pri Šenkviach

Figure 6 : The hierarchic structure used for the selection of the embankment subsoil improvement method near Šenkvic

9. Príklad návrhu geodrénov v Šenkviaciach

Pri modernizácii železničnej trate Bratislava Rača – Trnava na návrhovú rýchlosť 160 km/hod, je potrebné zväčšiť polomer oblúka trasy v oblasti Šenkviac. Vzhľadom na nepriaznivé geologické pomery, výškové vedenie trasy, bude potrebné časť úseku v dĺžke cca 1,2 km navrhnuť na neúnosných veľmi stlačiteľných zeminách na násype vysokom až do 7,0 m a na estakáde dĺžky okolo 800 m. Dôležitou požiadavkou zo strany ŽSR je dosiahnuť vysoký stupeň konsolidácie podložia, tj. veľký podiel konečného sadania ešte pred uvedením trate do prevádzky.

Inžinierskogeologické pomery v úseku trasy násypu pri Šenkviaciach sú veľmi zložité. Územie je po geologickej stránke budované sedimentami kvartéru, v podloží ktorého sa nachádzajú sedimenty neogénu. Hrúbka kvartérnych sedimentov je po dĺžke trasy premenná, dosahujúca 4 – 10m. Všeobecne sú tvorené prevažne hlinami, piesčitými hlinami, pieskom, sprašami a prachovitými hlinami, ílovitohlinitými sedimentami s výskytom organických sedimentov. Povrchovú vrstvu predstavujú humusovité hliny mocnosti 0.3 – 2m, pod ktorými sa nachádzajú prevažne íly piesčité alebo íly tuhej až pevnej konzistencie F4 CS, miestami íly s vysokou plasticitou F8 CH pevnej konzistencie a íly organické. Neogénne sedimenty sú zastúpené vápnitými ílmi s polohami pieskov, lignitov a uhoľných ílov. Polohy súdržných a nesúdržných sedimentov sa nepravidelne striedajú aj v krátkych vzdialenostiach. Zistené piesčité polohy sú charakteru pieskov s prímiesou jemnozrnnej zeminy S3 S-F až pieskov hlinitých S4 SM, do hĺbky cca 3m pod terén kypré až slabo uľahnuté, hlbšie stredne uľahnuté až uľahnuté. Súdržné jemnozrné zeminy sú tvorené hlinami so strednou plasticitou F5 MI pevnej konzistencie, hlinami s vysokou plasticitou F7 MH pevnej konzistencie, ílmi piesčitými F4 CS tuhej až pevnej konzistencie a ílmi s vysokou plasticitou F8 CH až ílmi s veľmi vysokou plasticitou F8 CV. V stredno a vysokoplastických íloch sa nachádzajú vápnité konkrécie veľkosti 0.3 – 2 cm v obsahu 3 – 25 %. Neogénne sedimenty v hĺbkach 15 – 30 m sú tvorené prevažne sedimentami charakteru piesčitých ílov F4 CS, ílov so strednou plasticitou F6 CI, ílov s vysokou plasticitou F8 CH a veľmi vysokou plasticitou F8 CV a organické íly resp. rašelina a lignit.

Hladina podzemnej vody sa nachádza v hĺbke 0.5 až 1.5m, je tlaková a vystupuje až k povrchu. V niektorých častiach je povrch terénu stále zamokrený. Voda nie je agresívna na betón, avšak pre oceľ je prostredie charakterizované v zmysle STN 03 8375 ako veľmi vysoko agresívne.

Po zvážení všetkých kladov metód, časovej i finančnej náročnosti sa vybrala, teoreticky zdôvodnila, navrhla a realizovala metóda urýchlenia konsolidácie podložia násypov pomocou geosyntetických geodrénov (Baslák et al. 2001).

Po predchádzajúcom návrhu a následnom presnom geodetickom vytýčení základnej trojuholníkovej siete so stranou trojuholníka 14 m sa pristúpilo k vytýčeniu miest vpichov samotných geodrénov. Tieto miesta tvorili vrcholy podrobnejšej trojuholníkovej siete so stranou trojuholníka 1,4 m, v najnepriaznivejších geologických pomeroch so stranou veľkosti 1,0 m. Sieť bola vytýčená na už vybudovanom spevňujúcom prvotnom násype so zabudovanou geomrežou. Hrúbka násypu sa pohybuje v závislosti od priebehu terénu v trase od niekoľko centimetrov do niekoľko desiatok centimetrov. Tento násyp bol vybudovaný nielen ako budúca plošná drenážna vrstva, ale slúžila aj pre potreby bezproblémového pohybu samotného mechanizmu pre zatlačenie geodrénov, keďže podložie je tvorené plastickými zeminami.

Strojné vybavenie pre budovanie geodrénov predstavovalo hydraulické rýpadlo LIEBHERR typu R 954 BV s vymeniteľným nádstavcom hydraulického ramena. Na rameno bolo už pred dopravou stroja na Slovensko nainštalované samotné zatlačacie zariadenie – viac

ako 20 m dlhá oceľová lafeta. Keďže samotné rýpadlo má operačnú hmotnosť v závislosti od typu nádstavcu cca od 51 t do 64 t, opodstatnenosť budovania spevňujúceho násypu sa potvrdila. S týmto konkrétnym zariadením je možné zabudovať 1 000 až 2 000 m geodrénov za hodinu do maximálnej hĺbky 35 m s maximálnou penetračnou silou 35 ton.

Na celej ploche podložia násypu boli použité geodrény typu Mebradrain MD7007 priemernej dĺžky 10 m, ktoré aj pri maximálne povolenej až 50 % deformácii drénu zabezpečujú jeho plnú funkčnosť. Ich základné parametre sú uvedené v tabuľke č. 3. Drény sú zatláčané do podložia pod ochranou oceľového púzdra lafety. Pred samotným zatláčaním je spodný koniec geodrénu opatrený stratenou kotviacou doštičkou, ktorá zabezpečuje uchytenie geodrénu v podloží pri spätnom vyťahovaní vodiacej oceľovej lišty. Horný koniec sa jednoducho odstrihne od balu upevneného na ramene mechanizmu (geodrény sú dodávané v 300 m roliach). Vyššie v texte spomínaná geobunková štruktúra a drenážna štrková vrstva v tomto prípade neslúži len na roznos prítlačenia od násypu a zvýšenie jeho stability, ale aj ako jednostranne sklonená drenážna vrstva pre geodrény. Vytláčaná voda z horninového prostredia (po prítlačení násypom) prúdi cez geodrény, geobunkovú štruktúru na bočnú stranu násypu, kde je po celej jeho dĺžke vybudovaná drenáž vypádovaná do blízkych potokov.

Na zníženie nerovnomernej deformácie podložia i násypu v priečnom a pozdĺžnom smere, a najmä na dosiahnutie požadovanej stability násypu sa použila geobunková štruktúra zostavená z pásov tuhých jednoosových spojitých geomreží. Priestorová geobunková štruktúra s výškou 1,0 m sa umiestnila na teréne v základovej škáre násypu, kde tvorí tuhú roznosnú vrstvu. Násyp je aj vystužený georochožami.

Pri zvyšovaní násypu na neúnosných súdržných zeminách vzrastá hodnota pórového tlaku. Ak sa nevybudujú niektoré zvislé konsolidačné prvky, vrastie tento pórový tlak o desiatky až stovky kPa. V okamžiku prítlačenia vzrastie pórový tlak až o napätie, ktoré sa rovná tiaži nasypanej horniny. V [63] dokonca namerali vzrast pórového tlaku aj po skončení sypania a o väčšiu hodnotu ako by odpovedala napätiu od prítlačenia prísypom. V takýchto prípadoch dochádza k poklesu efektívnej šmykovej pevnosti, je potrebné prerušiť sypanie až do doby poklesu pórových tlakov na prijateľnú hodnotu. Toto prerušenie výstavby môže trvať nielen niekoľko dní ale až týždňov. Pre urýchlenie konsolidácie sa teda zhotovujú zvislé konsolidačné prvky. V Šenkviaciach sa merajú hodnoty pórových tlakov v 5 meracích profiloch v každom v 9 miestach v podloží násypu. Okrem týchto meraní sa realizuje komplexný geotechnický monitoring podľa projektu [64]. Zhodnotenie ostatných etáp meraní je v [65]. Z výsledkov meraní a zhodnotenia vyplýva, že pôvodné pórové tlaky boli v novembri až decembri 2002 vo veľkosti od cca 0 kPa do 119 kPa. Teoreticky by mali

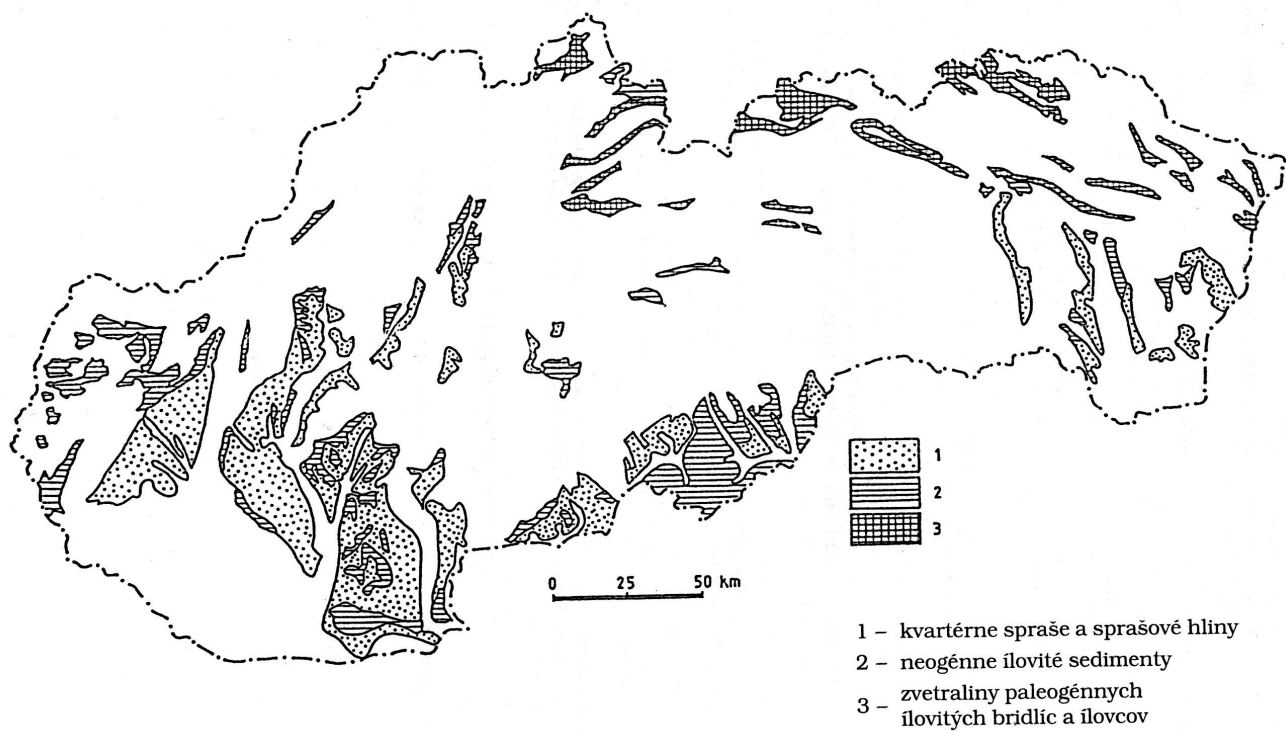
pórové tlaky vzrást' (bez konsolidačných geodrénov) o cca 100 kPa (cca 5 m násyp x 20 kN.m⁻³). Podľa jednotlivých etáp zvyšovania násypov a technologických prestávok sa hodnoty pórových tlakov menili, aj nepatrne vzrástli, aj poklesli. V marci 2004 boli hodnoty pórových tlakov v hodnotách od -10 kPa do + 10 kPa vzhľadom na pôvodné tlaky. Z porovnaní aj ďalších geotechnických meraní vyplýva kladný účinok geodrénov na konsolidáciu podložia [64]. Násyp sa bude ešte dokončovať, zhotovovať konečná vrstva po pláň a štrkové koľajové lôžko. Hodnoty pórových tlakov aj iné geotechnické merania sa budú naďalej realizovať podľa projektu.

10. Záverečné zhodnotenie a porovnanie metód zakladania a zlepšovania vlastností podložia

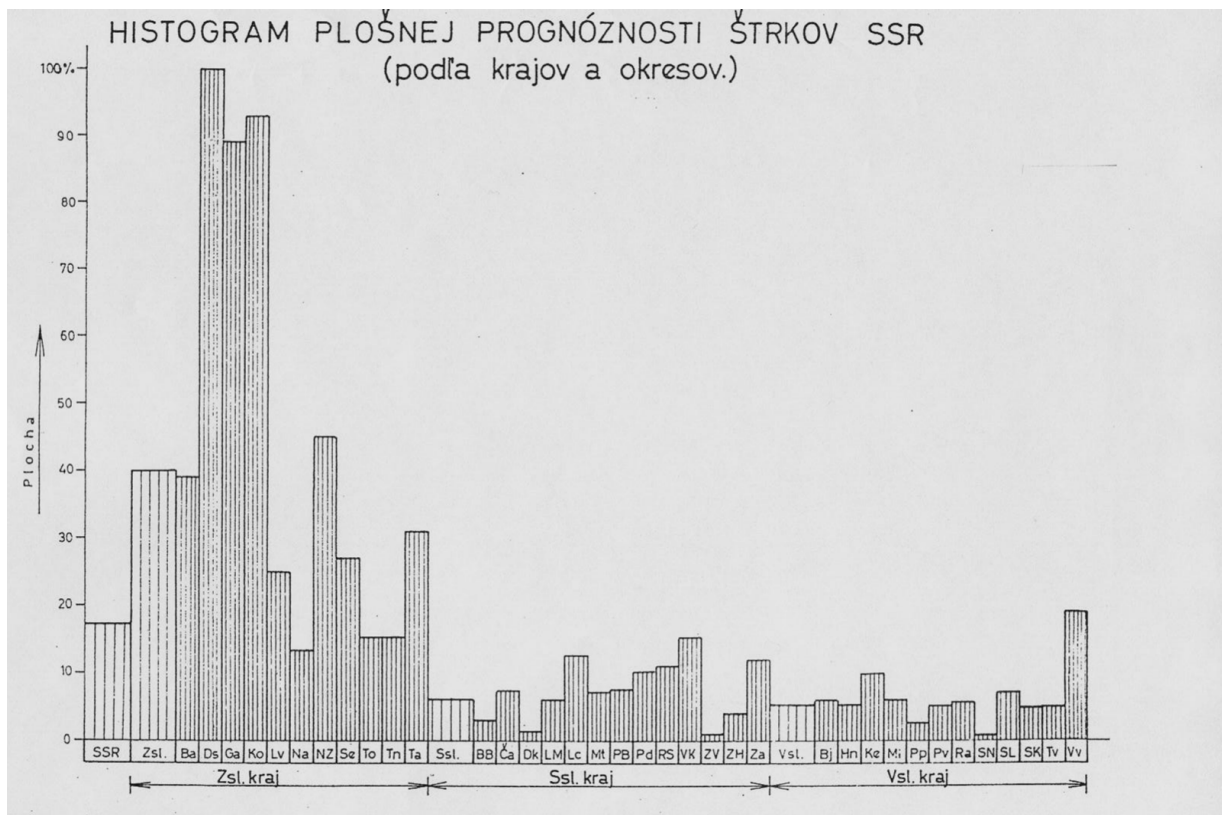
V kapitole 3 som zhodnotil metódy zakladania násypov na hĺbkových základoch. V kapitole 4 sú opísané zlepšovania vlastností zemín v podloží násypov. V kapitole sú z metodického hľadiska spracované aj možnosti výstavby násypov aplikáciou ľahkých stavebných hmôt (vyvodzujúcich minimálne napätia a deformácie podložia). V tabuľke 2 prezentujeme hodinové výkony jednotlivých metód a jednotkové ceny na bm.

Na modelovom území 100 x 100 m, s uvažovaním homogénneho podložia s koeficientom konsolidácie $C_h = 1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ sme zadali $E_{\text{oad}} = 5 \text{ MPa}$ a pri koeficiente konsolidácie $C_h = 1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ sme zadali $E_{\text{oad}} = 4 \text{ MPa}$. Zhodnotili sme výkony a získali potrebný čas na zhotovenie konsolidačných prvkov. Porovnávali sme konsolidačné geodrény a konsolidačné štrkové (pieskové) pilóty. Výsledky sú uvedené v tabuľkách 3 a 4. Porovnaním hodnôt v tabuľkách 3 a 4 vyplýva, že **geodrény sa realizujú cca 4 až 10 krát rýchlejšie a cca 3 až 6 krát lacnejšie ako vŕtané štrkové konsolidačné pilóty.**

Pre použitie konsolidačných geodrénov oproti štrkovým konsolidačným pilótam navádzajú aj geologické pomery na Slovensku. Na obrázku 7 z STN 83 8106 sú uvedené miesta výskytu súdržných zemín, v ktorých je predpoklad použitia konsolidačných pilót (pri výstavbe násypov na neúnosnom podloží). Na obrázku 8 sú uvedené histogramy plošného rozšírenia štrkov na Slovensku podľa jednotlivých krajov a okresov [62]. Z oboch obrázkov vyplýva, že na územiach budovaných súdržnými sedimentami, (v ktorých je potrebné zhotovovať konsolidačné prvky), je minimálny výskyt vhodných štrkov (cca po 5 % v Stredoslovenskom a Východoslovenskom kraji).



Obr. 7: Výskyt jemnozrnných hornín na Slovensku (Letko, V., Hrašna, M., 1994) in STN 838106



Obr. 8: Histogram plošného rozšírenia štrkov na Slovensku

Naproti tomu sa v niektorých okresoch Západoslovenského kraja nachádza až okolo 90 % územia tvoreného štrkami a tam nie je potreba zhotovovania konsolidačných prvkov.

Na požiadanie Chémie – Servis s.r.o. som vypracoval posudok, v ktorom sme sa pokúsili porovnať zakladanie násypov na hĺbkových základoch, metód urýchlenia konsolidácie a zlepšovania základovej pôdy s metódou prefabrikovaných vertikálnych drénov Membradrain. Výsledky sa môžu zovšeobecniť na porovnanie konsolidačných štrkových (pieskových) pilót s geosyntetickými geodrénami. Pri posudku sme sa snažili k posúdeniu pristupovať nestranne, podľa nášho najlepšieho vedomia a svedomia za použitia našich vedomostí, skúseností i rozsiahleho dokumentačného materiálu uvedeného v prílohách a zozname literatúry a použitých podkladoch (kapitola 11).

Bratislava apríl 2004

11. Literatúra a použité podklady

1. Hulla, J. – Turček, P.: Zakladanie stavieb. Jaga Bratislava, 1998
2. Matys, M.: Cvičenia z mechaniky hornín a zakladania stavieb. PRIF UK Bratislava, 1991
3. Vorträge der Baugrundtagung 1990 in Karlsruhe.DGfEG DeutscheBaugrundtagung 399 s
4. Proceedings of the Fourteenth ICSMFE, Volume 1 – 4, 2739 p. Hamburg 1997, Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1997, 1999
5. Geotechnical Problems with Man-made and Man Influenced Grounds. 13th European Conference SMGE, Vol 1. – 4., Prague, 2003, CGS CICE, ISBN 80-86769-04-6
6. Grouting. Soil Improvement. Geosystems including Reinforcement. Proc. 4th Internat. Conference on Ground Improvement. Helsinki, 2000, Finish Geotechnical Society, 570 p.
7. Firemný prospekt firmy Obermann: The CR 30 Univeral Drilling Rig
8. Pagliacci, F. – Bertero,M. – Caillat F.> Vrtání pilot průběžným šnekovým vrtákem (metóda CFA). Xerox prednášky na konferencii Zakládání staveb Brno
9. Keller: Firemný katalog Keller špeciálne zakladanie s.r.o. Bratislava, prospekt
10. Bauer: Firemný katalóg Bauer Schrobenhausen
11. Franki: Firemný katalog Franki Speciální zakládání staveb, Praha
12. GEMO: Vrtané pilóty CFA. Firemný prospekt GEMO Olomouc
13. Vrtané pilóty. Zakládání staveb Praha, firemný prospekt
14. Ťavoda, O.1990: Zakladanie stavieb. PRIF UK Bratislava, Edičné stredisko UK
15. Vipp vibro piles, prospekt firmy Vipp s.p.a.
16. Soilex Pile System. Soilex Stockholm Sweden
17. Matys, M.: Posúdenie vhodnosti mikropilót pri zakladaní opôr a pilierov železničnej estakády a mostu na Šenkvickej preložke. Objekty SO 06-33-04 aj 05. MIMA Matys GEO, Bratislava, 2002
18. Cofra Cémia: Cofra the innovative contractor in civil engineering. Prospekt firmy Cofra
19. ČERNÁK, B. - MATYS, M. ET AL.: Homogenisierung und Verbesserung des Bauwerkuntergrundes mittels Injizierung des Donau - Kiesanschwemungen, In: VII. Donau - Europäische Konferenz über Bodenmechanik und Grundbau, Kišinev 1983, s. 209 - 215.
20. ČERNÁK, B. - MATYS, M. ET AL.: Large Diameter Bored Piles with Injected Toe in Danube Gravel. In: VII. European Conference ISSMFE, Helsinki 1983, s. 135 - 140.

21. ČERNÁK, B.-MATYS, M-LAŠŠÁN, Š.: Podrobný prieskum základovej pôdy pre zakladanie na veľkopriemerových pilótach so spevnenou zeminou pod pätou. Spravodaj VÚIS 4/83, Bratislava 1983, str. 41 - 46.
22. Calweld Bohrwerkzeuge. Firemný prospekt
23. Brückner Grundbau: Bohrfähle, Prospekt firemný
24. Franki Report. Bohrfähle mit Mantel und Fussverpressung. Franki Spezialtiefbau.
25. Trysková injektáž. Zakládání staveb Praha, firemný prospekt
26. STN 73 2005 Injektážne práce v stavebníctve
27. SOILFRAC: Keller, prospekt 61 – 02D
28. Mixed – in Place: Bauer Wien, G. M. b. H. Sonderausdruck
29. Nguyen Duy Son 1994: Zlepšovanie vlastností zemín. Výber metód pre IGHG pomery Vietnamu. Doktorandská dizertačná práca. Školiteľ M. Matys
30. Bottom feed vibro. Icels-Keller, Italy
31. Tiefenverdichtung, RDV, RSV. Franki Grundbau GmbH Neuss
32. Baugrund-Verdichtungs-Systeme. Bauer Schrobenhausen
33. Mikula, M. – Matys, M. – Vlasko, I. ml. 2003: Zamedzenie porúch násypov zakladaných na súdržných zeminách. Zakládání staveb Brno, zborník
34. Nguyen Duy Son - Matys, M 1994: IG pomery Hanoja a možnosti zlepšovania vlastností hornín. Zborník Výsledky, problémy a perspektívy IG v SR, PRIF UK Bratislava
35. Matys, M. – Novotný, M. 1986: Zisťovanie a kontrola vlastností štrkov prírodného kanála VD Gabčíkovo. Zborník 14. Konferencie Zakládání staveb Brno
36. Matys, M.- Ťavoda, O. – Cuninka, M. 1990: Poľné skúšky zemín. Alfa Bratislava, 303 s.
37. Priebe H. J. 1995: The design of vibro replacement. Keller Grundbau
38. STN 73 3041: Horninové konštrukcie vystužené geosyntetikou. Technické požiadavky
39. EUROGEO 1: Geosynthetics: Applications, Design and Construction. Maastricht, Balkema Rotterdam/Brookfield 1996
40. EUROGEO 2: Geosynthetics, Bologna, Pátron editore Bologna 2000
41. EUROGEO 3: Geotechnical Engineering with Geosynthetics. Munich, DGT TUM, 2004
42. Benda s.r.o.: Buněčný polyetylenový zpevňovací systém
43. JAZU s.r.o.: Geomříž zpevňovací systém
44. Tensar international: Geosyntetika Tensar ve stavebnícví. Průvodce výrobky a jejich použitím.
45. Koerner, R. M. 1998: Designing with Geosynthetics. Prentice hall. New Jersey 07458

46. Lehké stavební hmoty a geosyntetika v zemním tělese dopravních staveb. Seminář ČSS a SG-geotechniky a.s., Praha 2004
47. Liapor Váš přírodní stavební materiál- Lias Vintřov, firemný prospekt
48. Duškov, M. 2004: Dutch design approach and response analysis based on two-year monitoring on light-weight structures with EPS Geofoam. Infra Engineering Delft
49. Duškov, M. – Houben, L.J.M. 2000: New Dutch design manual for light-weight Road Structures with EPS Geofoam. Proc. EUROGEO 2 Bologna 2000, pp. 391-398
50. Zdražil, K. 2004: Využití kombinace polystyrénu a geosyntetik při stavbě mostu přes potok Runza na dálnici D1. Seminář ČSS a SG-geotechniky a.s., Praha 2004
51. Duškov, M 2004: Odpověď na semináři v Praze na moju otázku o životnosti konstrukcie násypu zhotoveného z polystyrénu.
52. Baslík, R. - Matys, M. – Turinič, Ľ. 2001: Voľba a optimalizácia konsolidačných metód pod násypmi. Zborník 5. Slovenskej geotechnickej konferencie, STU SF Bratislava
53. Saaty, T. 1992: Multicriteria decision making – The Analytic Hierarchy Process. RWS Publications, Pittsburgh
54. Tiefgründungen. „19. Christian Veder Kolloquium“ Technische Universität Graz, 2004
55. STN 73 1001 Základová pôda pod plošnými základmi
56. Panek, M., Geostatik Žilina, 2004: Osobná informácia
57. Cortlever, N. G.: The Mebradrain System. Vertikal drainage.Cofra, Holland
58. Turček, P. 1996: Geotechnické problémy pri zakladaní stavieb. Jaga, Bratislava
59. Šimek, J. – Jesenák, J. – Eichler, J. – Vaníček, I. 1990: Mechanika zemin. STNL Praha
60. Mikula, M. – Matys, M. – Vlasko, I. ml.: Zamedzenie porúch násypov zakladaných na súdržných zeminách. Zakládání staveb Brno, zborník, Česká geotechnická společnost ČSSI, str. 129 – 134, ISBN 80-7204-304-8
61. Matys, M. – Baslík, R. STN 838106 Skládkovanie odpadov. Tesnenie skládok odpadov. Navrhovanie, zhotovovanie, kontrola a technické požiadavky. SÚTN Bratislava máj 2004
62. Ďapák, M. a kol. 1974: Ložiská stavebných surovín SSR. SGÚ Bratislava, GP Spišská Nová Ves. Mapa stavebných nerastných surovín 1 : 200 000
63. Kárník, J. 2002: Stavba R 3509 – monitoring vysokých násypů. Zborník Zakládání staveb 2002, Brno, Akademické nakladatelství Cerm, s.r.o., Brno ISBN 80-7204-252-1, s.252-5
64. Matys, M. – Baslík, R. – Turinič, Ľ.: Návrh geotechnického monitoringu násypov. 23. seminár Polní geotechnické metody, Ústí nad Labem, AZ Consult, str.29 – 34
65. Matys, M. – Baslík, R. 2004: Geotechnický monitoring násypov Šenkvice. 4. správa Etapy meraní 19-21. MIMA Matys GEO, marec 2004, pre Doprastav a.s. Bratislava